

按极限状态計算 隧道襯砌的方法

苏联国家地下鉄道运输勘测設計院編著

人民鉄道出版社

PDG

目 录

一、修筑襯砌的主要条件.....	1
二、混凝土偏心受压.....	1
三、結構极限状态計算图形的变化次序.....	4
四、按极限状态計算整体混凝土隧道襯砌及計 算方法的发展.....	7
五、单綫铁路隧道整体混凝土襯砌的計算.....	8
A. 无鉸襯砌的計算.....	12
B. 单鉸襯砌的計算.....	17
B. 三鉸襯砌的計算.....	20
六、单綫铁路隧道整体混凝土襯砌的計算示例.....	27
A. 无鉸襯砌的計算.....	31
B. 单鉸襯砌的計算.....	67
B. 三鉸襯砌的計算.....	82
附 录.....	104

一、修筑襯砌的主要条件

单綫鐵路隧道曲綫形整体混凝土襯砌，为的是修筑在密实粘土和泥灰岩、具有很大垂直压力和水平压力的凝結地层中或胶結程度很弱地层中。

襯砌是由拱圈、曲綫牆及仰拱組成。

为了防止在上述地层中的建筑物发生很大沉陷，必須設置仰拱。

襯砌横断面的輪廓，要根据建筑接近限界的要求，并依照工程地質条件，以及考虑已有隧道的运营經驗来决定。

假使按照全断面开挖法进行襯砌建筑，則采用这种方法，会使地层的天然平衡长期破坏。

因此，应当認為，在对隧道周圍地层的作用未进行專門研究以前，仅可近似地考虑地层的彈性抗力。地层的彈性抗力是根据基础局部变形理論来考虑的，同时，此时襯砌边牆后面和仰拱下面的地层压縮数值是不同的。

二、混凝土偏心受压

众所週知，混凝土压縮极限和拉伸极限差別很大。

当以普通速度（1—2小时）对混凝土試件进行压縮、拉伸及撓曲試驗时，其变形很小，压縮約为 $\frac{1}{1000}$ ，拉伸約为 $\frac{1}{10000}$ 即告破裂。

混凝土第二个重要特性，是在受压区和受拉区都能产生塑性变形。当荷載快速增加时，混凝土的破裂就像脆性材料一样。而在荷載或其他作用（温度、收縮）緩慢的增加情况

下，混凝土就能产生很大的塑性变形。例如，当試驗時間延長到18~36小时，其变形比較用1~2小时的时间进行試驗，要大到2~3倍。

中央工业建筑科学研究所对混凝土試件进行的試驗証明，当法向力的偏心距很大时，偏心受压的构件即成为塑性构件，其截面受压区的变形，比試件在簡單受压破裂的情况下，要大到很多倍。混凝土的可塑性，在荷載很小时就开始表現出来，如荷載的数值愈大及延續時間愈长，則混凝土的可塑性就愈大。塑性变形与彈性变形的比值，随着应力的增加而增长，其数值可达到4~5以上。

混凝土第三个重要特性，是在常温下的徐变性能，也就是在固定荷載长期作用下的塑性变形，随着这种变形会使結構构件应力不均衡地下降。由試驗可以看出，当加荷載后混凝土的变形立即产生，如使此荷載延續至若干年，則其变形就能增长到三倍以上。

混凝土灌注以后，承受荷載愈早，以及在养生期中，开始的下沉愈逐渐增加，則混凝土的徐变对于基础不均匀下沉而产生的混凝土隧道襯砌內不均衡应力的調整作用就愈大。

由于塑性变形，使整体混凝土隧道襯砌的应力产生显著地重新分布現象。当偏心距之值很大时，混凝土构件偏心受压的工作图形，随着荷載强度的增长而急剧地变化。当荷載較小时，构件的截面，包括受拉区在內，是起着充分的作用；如增加荷載超过极限值时，則在受拉区中应力最不均衡的截面上就要产生裂紋，并使受拉的混凝土不能再抵抗外力，此时，构件的剛性随着荷載的增长而急剧下降。同时，截面的受压部分，产生很大的局部塑性变形，因此，构件的軸綫就形成折綫。

在建筑設計規程中，关于混凝土結構按极限状态、承載

能力，及按变形計算，均有明确說明，也規定計算有大偏心距的偏心受压构件时，不考虑混凝土受拉区的抵抗，以适应裂縫的張开的指示。

混凝土結構，在有大偏心距的偏心受压情况下，按承载能力的第一种极限状态，其特点是具有充分利用受拉区混凝土抗力的条件。此时，对于垂直于构件軸綫的截面，应采用下列計算为前提：

- a) 截面保持为平面；
- 6) 法向应力图形，在受拉区内为矩形，在受压区为三角形；
- b) 受拉区内混凝土的应力，等于軸向受拉时混凝土的計算抗力。

当混凝土結構的截面处于有大偏心距的偏心受压时，受拉区的边缘纖維应力达到接近軸向受拉的計算抗力时，混凝土仍不断裂，而在若干時間内变形要继续发展下去，受拉区的变形将一直繼續到混凝土拉伸极限值为止，同时受拉区整个高度内的应力达到軸向受拉时的計算抗力值。此时混凝土就要发生破裂。

由此可見，混凝土結構按承载能力的第一种极限状态，是与混凝土达到拉伸极限值的条件有关，同时又是結構在受拉区内形成裂縫的极限状态。

混凝土結構于有大偏心距的偏心受压情况下，按承载能力在第二种极限状态中，如其偏心受压之偏心距很大时，則混凝土結構垂直于构件軸綫的截面，应以采用下列的計算为前提：

- a) 受压区内法向应力图示应为矩形，而在受拉区内形成裂縫；
- 6) 受压区内混凝土应力等于撓曲时的受压計算抗力；

Б) 截面受压区的重心应与法向力的着力点相重合。

因此，在混凝土结构于有大偏心距的偏心受压情况下，按承载能力在第一种极限状态中，塑性变形即发生在受拉区内，而在第二种极限状态中，则发生在受压区内，同时在受拉区内混凝土发生裂缝。

三、結構极限状态計算图形的变化次序

根据整体混凝土襯砌的隧道运营条件，其结构的极限状态，可以划分为下列的两种主要情况：

а) 为了保证混凝土的不透水性和襯砌的完整；必须防止大气因素的破坏，不受腐蚀及水泥碱化等灾害，以免产生裂缝的现象；

б) 根据混凝土受压区的强度条件或结构的稳定条件，必须防止裂缝过分张开的情况。

第一种情况乃是隧道襯砌结构中已有了裂纹，这是不好的，因为在形成裂缝的地方可能使混凝土受到腐蚀，另外在地震区及其他场合修筑隧道，裂缝均能严重影响襯砌的完整性。在这种情况下，混凝土结构在有大偏心距的偏心受压时，按承载能力的第一种极限状态，可作为强度的标准，同时也是混凝土在受拉区内形成裂缝的极限状态。

在襯砌结构不因混凝土腐蚀而有被破坏的危险及容许有不大的裂缝存在时，适合于第二种情况。在这种情况下，混凝土结构在有大偏心距的偏心受压时，按承载能力的第二种极限状态，可作为强度的标准；在这种状态下，最大应力的截面上可以充分利用混凝土在挠曲时混凝土受压計算抗力。

为了了解隧道混凝土襯砌的計算图形，必须詳細研究襯砌工作的一切主要因素。

整体混凝土隧道襯砌结构的极限状态是取决于荷载的大

小及其分布的情况。与基础和襯砌的特性，这些因素又随着修筑的襯砌距开挖面的远近，与混凝土强度增长的情况，而有很大的变化。地层压力的大小是随修筑的襯砌距开挖面的距离而增长的，开始时为最小值，最后达到最大值。必須探求一下，整体混凝土襯砌的計算图形，随着荷载的增加而变化的情况。

在强度不大的垂直和水平均布荷载下，整体襯砌的計算图形符合于在彈性同质基础上的彈性无铰梁。如在隧道襯砌最不均匀的应力截面內（即所研究的襯砌拱頂截面）增加荷载使混凝土的拉伸达到极限值，混凝土的受拉区内即形成裂縫，同时襯砌的軸綫也随之而折断。在襯砌軸綫形成折綫以后，結構的計算图形就由彈性无铰梁轉为单铰梁。在混凝土受压区内形成单向铰，会引起襯砌內应力明显的重新分布。

随着单向铰的形成，拱頂截面的法向力的偏心距，就显然减小，并由于混凝土塑性变形的能力，使折断縫受压区的应力被均匀地分布开。

必須指出，在仰拱內很难形成塑性铰，因为在仰拱上填有混凝土来作綫路的剛性基础。

如果在拱頂形成第一个塑性铰以后，襯砌上的荷载仍然繼續增加时，則可能达到这样一个瞬間，这时在襯砌內出現另外一些裂縫而变为危险的截面。

进行过的一些計算証明，在所研究的这种类型襯砌內，其次的危险截面是出現在拱部支座上，此处产生塑性铰，該铰并移至截面的受压边缘（內緣）上。

襯砌計算图形的变化一般次序如下：

- a) 彈性梁——无铰襯砌；
- 6) 拱頂具有塑性铰的襯砌——单铰襯砌；
- Б) 拱頂和拱脚上有三个塑性铰的襯砌——三铰襯砌。

一般情况，結合各种不同强度的荷載和其分布情况，以及各种不同的基础特性和襯砌剛度的配合，使許多計算图形的排列次序有必要加以考虑。必需的計算图形数量，在計算过程中須按所設計的襯砌具体条件来决定。

进行过的計算証明，如襯砌軸綫的形状是根据垂直和水平荷載間的关系而选定的，則計算图形的数量，可大大减少。

襯砌的承載能力，实际上是与塑性鉸的承載能力成比例的。而后者又取决于塑性鉸的軸綫折角的大小。

軸綫折角的大小，乃是隧道襯砌与其基础共同作用系統变形的結果。

因此按承載能力和按限制裂縫張开的結構极限状态，其結果都是与变形有关。

按第一种图形計算襯砌时，要查明土壤抗力的界限，另外根据防止拱頂裂縫張开的条件，可确定出在襯砌上作用的极限荷載的大小。

按第二种图形計算襯砌时，可以确定出形成兩側塑性鉸的截面位置，并可根椐这些截面預防形成裂縫的条件确定荷載大小。

按三鉸图形計算时，可按最大荷載截面受压区的强度，計算出在极限荷載作用下的襯砌变形。

計算图形的选择及同質地层抗力界限的确定，可用比較計算的方法进行。

在选出正确的計算图形中，可用靜力計算来查明，除假定的以外，沒有其他的地层抗力界限和其他的軸綫折断縫。

在一般情况下，封閉式整体混凝土襯砌的計算程序，包括无鉸、单鉸和三鉸計算图形的三种計算。

四、按极限状态計算整体混凝土隧道

衬砌及計算方法的發展

按結構极限状态計算建筑物的方法，若与容許应力法比較起来，能更为真实的来估計材料、結構及其所承受作用的特性，因此它有可能得到比較經濟的决定。为了在隧道工程的建筑中实现这种可能性，应该积累必需的統計資料并加以研究，根据隧道建筑物的特点，提出基本的計算系数值的根据，分析影响这些系数的原因，以及規定出便于选择最有利的計算数值的实用方法。

目前，对于隧道襯砌材料和岩层的特性，在建筑和运营过程中，只能作出綜合的估計。

襯砌材料力学性质的变化，应用勻質系数来計算，該系数值可根据应力状态的种类和混凝土的标号，并按照建筑设计規程采用之。

在目前还不可能确定出地层压力規定荷載的数值，因而也不可能确定出超載系数值。隧道襯砌上的規定荷載数值，可用試驗方法直接确定，并用統計整理試驗資料的方法来核算。

在工作条件系数中，尚須考虑在使用直接方法計算中不能直接反映出的結構工作特点，例如：混凝土徐变的影响，侵蝕性介質及其他的影响。

在提出詳尽的隧道結構的靜力計算根据时，应当把两个相互影响的問題联系起来加以解决，即：襯砌結構本身在极限状态中的表現（位移、变形、应力）与周圍岩层应力状态的联系。这种靜力計算的根据，在进行全面的研究、試驗和理論工作以后，是可以实现的。

襯砌构件的相互作用，是随着在鉸近旁产生的局部塑性变形而改变的。混凝土襯砌塑性鉸的承載能力，是随着极限荷載作用下，各鉸处产生的軸綫的折角而改变。

因此，整体混凝土襯砌的承載能力，是决定于在計算中所考虑結構的总变形以及塑性鉸局部变形而改变的，但在目前由于缺少試驗資料，对于各塑性鉸的局部变形未加考虑。不考虑局部变形，会使裂縫張开的数值和弯曲力矩值增大。

本書中制定了按极限状态計算曲綫牆和仰拱的鉄路隧道整体混凝土襯砌的方法，并列举了計算示例。

五、單綫鉄路隧道整体混凝土

衬砌的計算

單綫鉄路隧道封閉式整体混凝土襯砌，是由拱圈曲綫牆及仰拱組成。

襯砌的內外輪廓都是由三心圓曲綫构成的。为了便于施工，应将牆脚加寬，并将外輪廓 0—0 軸綫以下部分画成直綫。

在 0—0 軸綫以上的襯砌厚度，按下列公式来計算：

$$h_a = h_m + (h_c - h_m) \cdot (1 - \cos \alpha) \dots \dots \dots 1)$$

式中： h_a ——与垂直綫成 α 角襯砌截面的厚度；

h_c 及 h_m ——在 0—0 軸綫上及拱頂的襯砌截面厚度。

計算襯砌应按照同質的垂直均布荷載和水平均布荷載进行，而这些荷載均須与襯砌的垂直軸綫相对称。当襯砌和基础共同作用时，地层的彈性抗力并不产生在襯砌的整个週边，而仅产生在襯砌向地层方面移动的那些部分。

彈性抗力区的界限，主要根据襯砌和岩层性質的关系，以及荷載的分布情况有所不同。

在
确定。
在
計算。
部变形
边牆后
系数值。

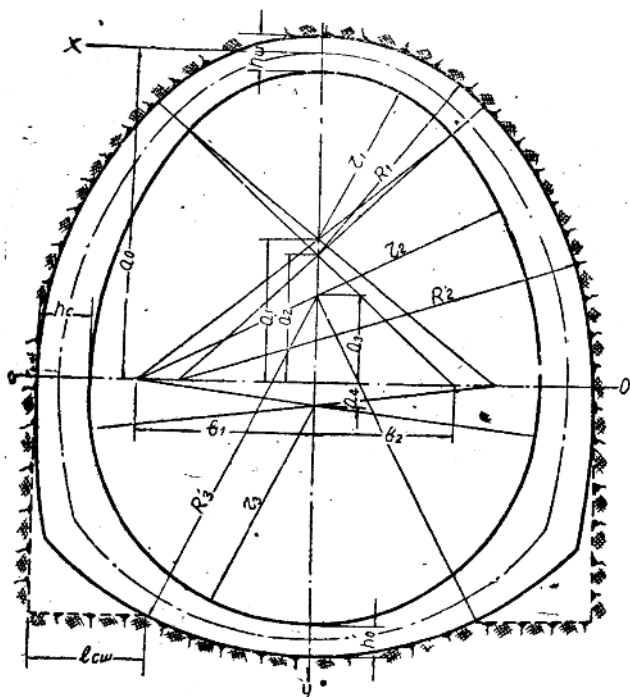


图1 襯砌全图

— 在每一个具体情况下，弹性抗力区的界限应用渐近法来确定。

襯砌的计算次序，在第4～6页总说明内已经叙述。

在一般情况下，必须按无铰、单铰和三铰图形分别进行计算。

襯砌的计算图形是静不定结构，它支持在连续的弹性局部变形的基础上，基础的特性是以底床系数来表示。襯砌的边墙后面，以及边墙基脚和仰拱的下面分别采用不同的底床系数值。

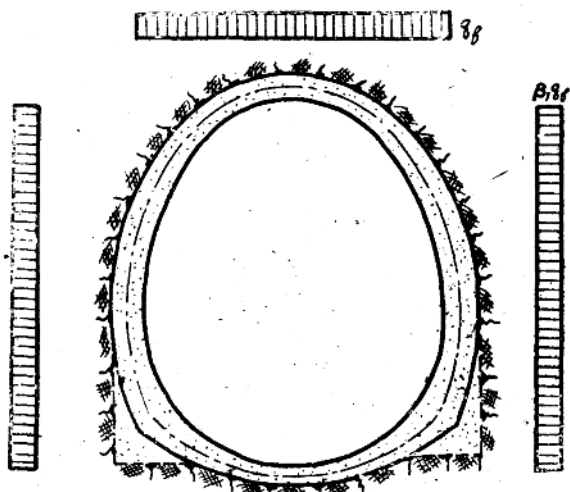


图2 襯砌的計算图形

为了計算，要选出与襯砌垂直軸綫对称的封閉的鉸鏈形式的基本結構。

鉸鏈是由三鉸拱和在軸綫折斷点具有彈性支承杆的鉸接多边形所組成。加在各鉸上的力矩偶均作为冗余未知数。

当产生塑性鉸时，襯砌計算图形的变化能使冗余未知数的数目減少，因为塑性鉸上的力矩是給定的数值。

支承杆的間隔，应根据所要求的計算准确度来选定，但不应超过1~1.5米，因为支承杆布置得太稀少时，就难于查明地层抗力图形变化的特性。

第5个支承杆的条件与其他各支承杆有些不同，因为这个支承杆代表着襯砌在具有不同底床系数的地层上的垂直支承面和水平支承面，所以在这个点上，应安設两个支承杆即垂直支承杆及水平支承杆。

A. 无鉸襯砌的計算

計算无鉸襯砌其上面作用的荷載，为 $q_s=1$ 及 $q_s=\beta_1 \cdot q_s$

按无鉸图形計算襯砌时的基本結構可見图 3。

計算中采用下列符号：

$\Delta S_{mn} = 2R \sin \frac{\Delta \alpha_{mn}}{2}$ —— 鉸接多边形的边长；

R —— 在所研究区段上襯砌軸綫的曲綫半徑；

$\Delta \alpha_{mn}$ —— 对应于构件 mn 的中心角；

α_n —— 支承杆 n 与垂直方向所成之傾斜角；

α_{mn} —— 构件 mn 之法綫与垂直軸之夹角。

多边形各节点的坐标 (图 3)：

$$x = R \sin \alpha - b \dots\dots\dots (4)$$

$$y = d \pm R \cos \alpha \dots\dots\dots (5)$$

$$d = a_0 - a$$

式中： a 及 b —— 圓心坐标。

节 点 荷 載

垂直荷載

$$\begin{aligned} P_n &= \left(\frac{x_n - x_{n-1}}{2} + \frac{x_{n+1} - x_n}{2} \right) q_s = \\ &= \frac{q_s}{2} (x_{n+1} - x_{n-1}) \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

水平荷載

$$H_n = \frac{\beta_1 q_s}{2} (y_{n+1} - y_{n-1}) \dots\dots\dots (6a)$$

决定拱圈和鉸鏈的內力

拱頂橫推力

$$H_u^0 = \frac{M_2}{f} = \frac{q_0}{2y_2} (\alpha_2^2 + \beta_1 y_2^2) \dots \dots \dots (7)$$

支座橫推力:

$$H_r^0 = H_u^0 - \sum_1^2 H \dots \dots \dots (8)$$

垂直反力:

$$V_0 = \sum_1^2 P_i \dots \dots \dots (9)$$

拱圈各杆件和鉸鏈內，由于外荷載和单位力矩所产生的应力，按順序地取每一結点为自由体計算之。

$$N_{nm} = \frac{1}{\cos(\alpha_{nm} - \alpha_n)} [N_{kn} \cos(\alpha_n - \alpha_{kn}) + P_n \sin \alpha_n + H_n \cos \alpha_n] \dots \dots \dots (10)$$

$$P_n = N_{kn} \sin(\alpha_n - \alpha_{kn}) + N_{nm} \sin(\alpha_{nm} - \alpha_n) + P_n \cos \alpha_n - H_n \sin \alpha_n \dots \dots \dots (11)$$

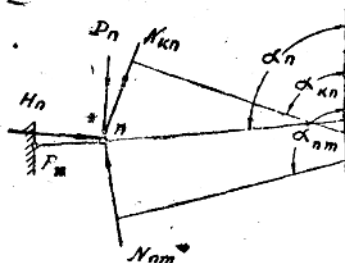


图 4

計算基本結構的应力所用的詳尽的公式，均載于計算示例中。

襯砌位移的計算

結構由于杆件撓曲和受压，以及支承杆沉陷而引起的荷載位移及单位位移，可按下列公式綜合起来計算：

$$E\delta_{in} = \sum \int \frac{\bar{M}_i \bar{M}_n}{J} ds + \sum \frac{\bar{N}_i \bar{N}_n}{F} \Delta S + E \sum \frac{\bar{R}_i \bar{R}_n}{D} \dots (12)$$

式中: R_{np} ——軸向受压时混凝土的計算抗力;

S_e ——整个横断面的面积对較小应力边缘靜力矩;

e_N ——由力 N 至截面較小应力边缘的距离。

当垂直荷载比水平荷载大得很多时, 則最危险的截面是拱頂截面, 它受着具有大偏心距的偏心受压作用。在这种情况下, 无铰襯砌的极限承载能力, 是按拱頂形成裂縫的情况来确定。

按拱頂形成的裂縫来决定极限荷载

襯砌拱頂截面, 根据“混凝土和钢筋混凝土結構建筑工程設計规范”, 如果能滿足下列条件时, 是作为一个有大偏心距的偏心受压截面来考虑的。

$$S_e \leq 0.8 S_0 \dots\dots\dots (17)$$

式中: S_0 ——混凝土截面受压区的面积对截面受拉边缘的靜力矩。

S_0 ——整个截面的面积对截面受拉边缘的靜力矩。

这个条件对于矩形截面, 其关系式如下:

$$e_m \geq 0.225 h_m$$

式中: h_m ——拱頂截面的厚度;

$$e_m = \frac{M_1}{H_m} \text{——拱頂法向力的偏心距;}$$

$$H_m = H_m^0 + \frac{M_2 - M_1}{f_1} \text{——靜不定結構的拱頂推力。}$$

f_1 ——拱圈的几何矢高。

在有大偏心距的偏心受压情况下, 按形成裂縫的极限荷载是根据混凝土极限受拉的条件来决定。同时混凝土截面受拉区整个高度上的应力等于混凝土軸向受拉时的計算抗力 R_{po} 。